

複数車線を有する道路橋の信頼性解析

鳥取大学工学部 正会員 高岡 宜善 鳥取大学大学院 学生員○土屋 誠
鳥取大学工学部 正会員 白木 渡 神戸市役所 正会員 安福 教晃
鳥取大学工学部 正会員 松保 重之

1. まえがき 道路橋の主桁部分の安全性を考える場合、車両渋滞時における信頼度を評価する必要がある。このような観点から、著者らはこれまでも渋滞時における道路橋の信頼性解析に関する多くの研究（例えば、文献1, 2）を行ってきた。しかしこれらの研究では、車線数が少なく、また、対象とする構造モデルについて、道路橋を支える主桁の本数やその配置等に関する規定が明確になされていなかった。そこで本研究では、阪神高速道路において実際に供用されている2車線、4車線および6車線の2径間連続桁橋モデル（図-1参照）について、各道路橋における主桁の信頼度を評価する。まず、阪神高速道路における活荷重実態調査の結果を用いて、橋軸および橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した渋滞時車重列のモデル化を、モンテカルロ・シミュレーション手法ならびに不規則関数論を用いて行なう。つぎに、モデル化した活荷重が2径間連続桁橋に作用した場合の主桁の信頼度の評価を変換過程のレベル超過理論を用いて行なう。

2. シミュレーション手法による渋滞時活荷重のモデル化

ここで行なうシミュレーションは、先の報告¹⁾で示された手法と基本的には同じである。本研究では、1台の車両を図-2で示すように車両の前後で段のある2ボックス形の分布荷重でモデル化し、それが複数車線道路橋に満載される2車線、4車線および6車線完全渋滞時の荷重列を考える。車線の考え方は、2車線の場合はいずれの車線も同一方向とし、4車線および6車線の場合は上り、下りの両方向を考えた。車重列を発生させる場合、渋滞時を考えているため車両の車線変更はほとんどないと考えられるので、1車線の車重列を必要な車線数だけ与えて複数車線の荷重列を発生させることにする。したがって、各車線での荷重列の不規則性を表わす各要因の確率特性値は全く同じものを用いる。なお、それらの確率特性値は先の報告¹⁾で用いたものと同じである。いま、解析上簡単のために、全ての主桁は同一の断面で設計されているものとする。そうすると、大きな荷重が作用する主桁はどの主桁に作用する断面力が大きくなり、主桁が破壊する確率も大きくなるはずである。本研究では、主桁1本の破壊が橋梁全体の破壊であると考え、一番大きな荷重が作用する主桁に対して信頼性解析を行なうことにする。シミュレーションの結果、2車線道路橋については主桁 G_2 および G_3 で、4車線道路橋については主桁 G_2 および G_6 で、6車線道路橋については主桁 G_3 および G_7 で、それぞれ作用する荷重の確率特性値が一番大きくなった。それらの主桁に作

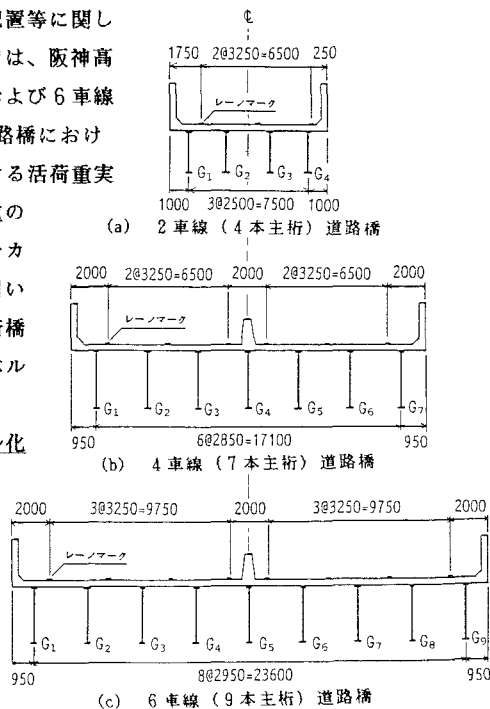


図-1

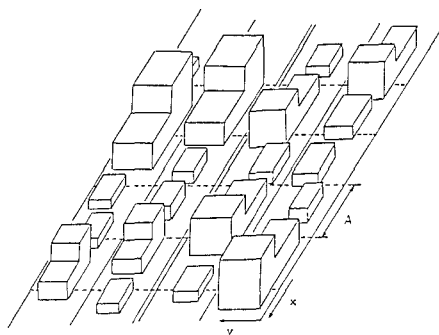


図-2

用、一番大きな荷重が作用する主桁に対して信頼性解析を行なうことにする。シミュレーションの結果、2車線道路橋については主桁 G_2 および G_3 で、4車線道路橋については主桁 G_2 および G_6 で、6車線道路橋については主桁 G_3 および G_7 で、それぞれ作用する荷重の確率特性値が一番大きくなった。それらの主桁に作

用する荷重の確率特性値を示すと次の通りである。

- a) 2車線道路橋完全渋滞 期待値 $R=0.3721(t/m)$, 分散 $D_R=0.2369(t^2/m^2)$, $\alpha=0.3193(m^{-1})$
 b) 4車線道路橋完全渋滞 期待値 $R=0.4049(t/m)$, 分散 $D_R=0.2745(t^2/m^2)$, $\alpha=0.3204(m^{-1})$
 c) 6車線道路橋完全渋滞 期待値 $R=0.4235(t/m)$, 分散 $D_R=0.2834(t^2/m^2)$, $\alpha=0.3189(m^{-1})$

ここで、 α は不規則分布荷重の自己相関関数を $K_q(\tau)=D_R \cdot \exp[-\alpha|\tau|]$ なる指数関数にあてはめるときの減衰定数である。なお τ は橋軸方向の2点間の距離の差である。

3. 主桁の信頼性解析 ここでは、全長100m スパン比 $n=1.6$ の、2車線、4車線および6車線を有する2径間連続桁橋について上で示したシミュレーション結果を用いて、空間および時間の両領域における活荷重の変動性を考慮した信頼性解析を行なう。なお解析に際しては、作用する荷重によって各主桁断面に生ずる

曲げモーメントは極値I型分布に従うものとし、先の報告²⁾で示した変換過程による方法と同じ方法を用いた。各道路橋において最も危険と考えられる主桁について、許容モーメントレベル M_a と耐用期間中の渋滞回数 N との関係を各破壊確率 Q^* に対して描いた結果を図-3～5に示す。ここで、図-3は2車線道路橋、図-4は4車線道路橋、図-5は6車線道路橋の解析結果を示したものであり、各図において破線は $L-20$ ton設計荷重を各道路橋に満載し衝撃を考慮して求めたモーメントレベル($L-20i$)を、一点鎖線は $L-20i$ に安全率1.7を掛けて得られるモーメントレベル($L-20i \times 1.7$)を示したものである。これらの図より2車線道路橋、4車線道路橋、6車線道路橋の順に所要の破壊確率 Q^* に対する許容モーメントレベルが大きくなっていることがわかる。また、これらの図に示されている現行設計規準による曲げモーメントレベル($L-20i \times 1.7$)について、耐用期間中の渋滞回数を $N=5000$ 回として考えると、2車線道路橋では破壊確率 $Q^*=10^{-3} \sim 10^{-4}$ 、4車線道路橋では破壊確率 $Q^*=10^{-4}$ 程度、6車線道路橋では破壊確率 $Q^*=10^{-4} \sim 10^{-5}$ 程度が見込まれていることがわかる。このように本研究の結果、車線数の増加に伴い安全性の余裕が大きくなっていることより、現行の設計活荷重は、幅員が大きい場合は小さい場合に比べて少し過大になっていることが予想される。設計活荷重は、それを用いて設計された橋は、車線数が異なっても同じような信頼度が得られるように規定されることが望ましい。したがって、もし仮に道路橋を設計する場合、渋滞回数 $N=5000$ 回での破壊確率が $Q^*=10^{-3} \sim 10^{-4}$ 程度でよいとすれば、設計活荷重の従載荷荷重の大きさを現行の「主載荷荷重の1/2」よりもっと小さくしても所要の信頼度が得られることになる。

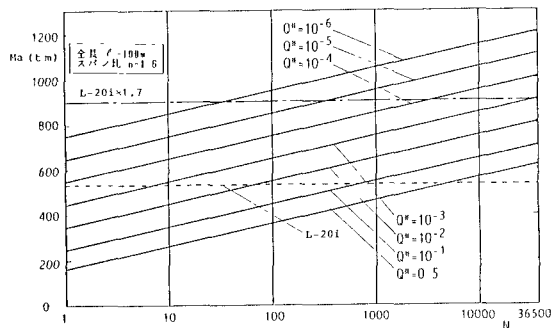


図-3

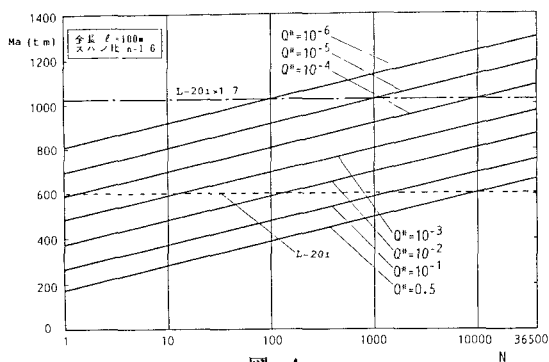


図-4

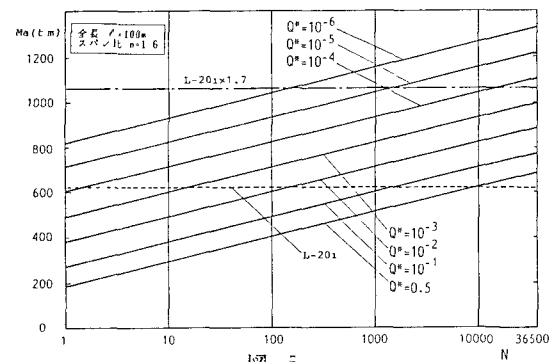


図-5

参考文献：1) 松保徳：橋軸・橋軸直角方向の不規則性を考慮した渋滞時活荷重のモデル化，第40回土木学会年次学術講演会講演概要集，1985-9
 2) 白木他：変換過程を用いた道路橋の信頼性解析，構造工学論文集 Vol.32A, 1986-3.